

地震作用下防波堤结构地基液化及变形分析*

安晓东¹, 赵杰^{2♣}, 云高杰²

(1. 中国核电工程有限公司, 北京 100840; 2. 大连大学 土木工程技术研究与开发中心, 辽宁 大连 116622)

摘要: 采用有限差分软件 FLAC3D, 对防波堤结构地基地震响应进行了分析和计算, 重点给出了地基液化程度和变形情况。计算结果表明: 在强度较小地震作用下, 防波堤结构地基破坏的程度较小, 可以正常使用; 在较强地震作用下, 防波堤结构地基出现了较明显的孔压增长和位移变化。当地震加速度峰值提高到 0.2 g 后, 防波堤地基出现明显液化现象, 液化区域主要集中在右侧上层。地震引发的防波堤变形对结构整体安全影响较小, 对安全性影响的主要因素是砂土液化, 会造成结构不同程度的破坏。

关键词: 防波堤; 抗震; 液化; 超孔压比; 位移

中图分类号: U656 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-0666(2017)01-0059-06

0 引言

防波堤在我国港口建设中具有广泛的应用, 因此对自身承载力具有严格的要求。20 世纪 70 年代以来, 世界各地发生了几次较大地震, 许多堤防和建筑物受到大规模的破坏 (鲁晓兵等, 2004)。地基液化以及变形是防波堤结构地震破坏的主要特点, 所以对于防波堤结构地基液化及变形分析是其抗震设计的重要研究内容。液化问题经历了一系列的研究与发展, Seed 和 Booker (1976) 首先提出了自由场地液化的简化判别方法; 方云等 (2001) 分析了地震液化条件下重力式码头的变形破坏机理, 提出了重力式码头的抗震稳定性设计建议; 马硕和罗奇 (1998) 介绍了日本阪神地震中海港码头、河流堤岸的破坏类型和受灾情况, 分析了破坏的原因, 提出了对码头、堤岸的抗震防灾建议; 王丽艳等 (2010) 采用液化度单一指标从物理本质上来间接表征防波堤的残余变形, 得到防波堤残余变形与液化度之间的函数预测关系。

目前我国水运工程中关于防波堤的抗震设计, 主要是根据地基和岸坡抗震的相关规定进行设计 (水运工程抗震设计规范, JTS146-2012), 但是仅仅局限于力的极限平衡 (韩石等, 2013)。对于

防波堤结构地基的液化问题国内外学者研究较少。本文采用 FLAC3D 有限差分软件对某大型填海造地工程防波堤护岸结构进行了数值模拟, 分析了防波堤结构在不同地震作用下超孔压比以及变形情况, 总结防波堤结构地基液化及其变形规律, 为类似的工程结构提供理论和设计参考依据。

1 FLAC3D 数值分析原理

1.1 动孔压模型

FLAC3D 有限差分软件可以模拟砂土在动力作用下的孔压积累直至土体液化, 采用 Finn 模型来描述孔压的积累的效应, 该模型实质是在摩尔库伦模型的基础上增加了动孔压的上升模式, 并假定动孔压的上升与塑性体积应变增量有关 (陈育民, 徐鼎平, 2008)。

设在有效应力 σ'_0 时砂土的一维回弹模量为 \bar{E}_r , 则对于不排水条件下孔隙水压力的增量 Δu 与塑性体积应变增量 $\Delta \varepsilon_{vd}$ 的关系为

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \quad (1)$$

Byrne (2003) 利用 Martin 和 Seed 的试验资料, 提出了一种更加简便的计算塑性体积应变增量的方法:

* 收稿日期: 2016-11-01.

基金项目: 辽宁省教育厅资助项目 (L2015035) 和大连市科技计划项目 (2014E13SF145) 联合资助.

♣ 通讯作者: 赵杰 (1980-), 博士, 副教授, 主要从事土工结构抗震稳定性评价. E-mail: zhaojie_gd@163.com.

$$\Delta \varepsilon_{vd} = \gamma C_1 \exp \left(- C_2 \frac{\varepsilon_{vd}}{\gamma} \right) . \tag{2}$$

式中： γ 为第 N 次循环剪应变幅值； ε_{vd} 为累积体积应变； C_1 、 C_2 为与砂土相对密度 D_r 和修正标准贯入锤击数 N_1 有关的参数，按下式计算：

$$C_2 = \frac{0.4}{C_1}, C_1 = 7600(D_r)^{-2.5}, \tag{3}$$

或 $C_1 = 8.7(N_1)_{60}^{-2.5}, D_r = 15(N_1)^{1/2}.$

1.2 液化判别标准

在数值计算中采用超孔压比的概念来描述液化，超孔压比用 $r_u = 1 - \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}}$ 表示， σ'_{m0} 为动力计算前单元的平均有效应力， σ'_m 为动力计算过程中的平均有效应力。理论上，当超孔压为 1 时，砂土发生液化，但是大量的试验数据表明，超孔压未达到 1 时，砂土就发生液化现象（韩石等，2013）。

1.3 动力边界条件

为吸收地震过程中地震波在边界上的反射，

对计算模型设置了自由场边界，设定自由场边界之后，FLAC3D 程序会自动在模型四周形成自由场网格，通过主体网格与自由场网格的耦合作用来近似的模拟自由场地的地震响应（韩石等，2013）。阻尼形式采用局部阻尼，它在振动循环中通过节点或结构节点上增加或减小质量的方法达到收敛，由于增加的单元质量和减少的单元质量相等，所以说系统保持质量守恒，考虑到土体实际阻尼比约 0.1，本项目局部阻尼取为：0.314（局部阻尼 = 0.1 π ）。

2 防波堤结构抗震分析

2.1 动力分析模型

某大型填海造地工程防波堤结构长 60 m，地基厚 50 m，回填块石高度为 4 m。防波堤结构和分析模型如图 1 所示，根据该场地岩土工程勘察报告确定的计算岩土力学参数、流体参数和液化参数见表 1，其中粉砂液化参数根据标贯试验确定。

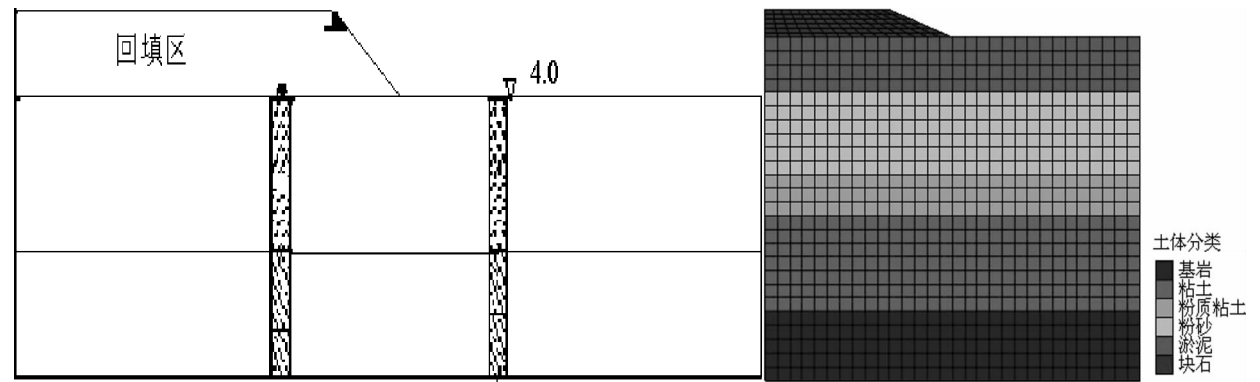


图 1 防波堤结构剖面图和网格模型图

Fig. 1 Cross – section map of breakwater structure cross plan and grid model map

表 1 岩土力学参数

Tab. 1 Geomechanical parameters

材料	体积模量/MPa	剪切模量/MPa	粘聚力	摩擦角	泊松比	密度/(10 ³ kg · m ⁻³)
淤泥	7.9	2.1	10.0	10.6	0.3	1.57
粉砂	68.6	26.3	0.00	35.0	0.3	1.94
粉质粘土	16.4	5.5	13.0	14.7	0.3	1.97
粘土	173.7	5.8	16.0	16.0	0.3	1.84
基岩	1 250.0	576.9	0.0	30.0	0.3	2.04
碎石	147.1	56.4	0.0	36.0	0.3	1.80

表 2 液化分析采用的流体参数及液化参数

Tab. 2 Fluid and liquefaction parameters for soil liquefaction analysis				
材料	孔隙率	渗透系数/ $\text{m} \cdot \text{d}^{-1}$	阻尼比	液化参数
淤泥	0.45	$1.00\text{E}-11$	0.314	$C_1 = 1.2, C_2 = 0.79$ $D_r = 0.25$
粉砂	0.45	$1.00\text{E}-07$	0.314	
粉质粘土	0.45	$1.00\text{E}-12$	0.314	—
粘土	0.45	$1.00\text{E}-12$	0.314	—
基岩	0.45	$1.00\text{E}-15$	0.314	—
碎石	—	—	0.314	—

动力分析模型如图 2 所示，由 8 400 个单元，9 922 个节点组成，其中黄色网格为添加能量边界后的自由场网格。

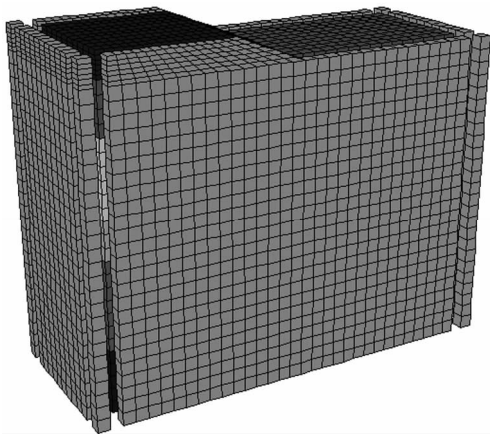


图 2 动力分析模型
Fig. 2 Dynamic analysis model

2.2 地震动输入

我国《水运工程抗震设计规范》（JTS 146—2012）采用重现期为 475 年（50 年设计基准期超越概率为 10%）的设计地震；本文参考《建筑抗震设计规范》（GB50011—2010）中关于多遇地震、设防地震和罕遇地震作用下时程分析法地面峰值加速度的有关规定，对防波堤结构进行动力时程分析，采用美国的 EI—Centro 地震波，地震波持续时间 30s。图 3 和图 4 分别是 EI—Centro 地震波曲线和傅立叶谱变化曲线，从中可以看出，地震波频谱成分比较复杂，主要频率集中在 20 Hz 以内。

具体动力分析计算时，基岩地震动加速度输入考虑三种情况，0.10 g、0.15 g 以及 0.20 g，其中分别 0.10 g 对应Ⅶ度抗震设防，0.20 g 对应Ⅷ度抗震设防。

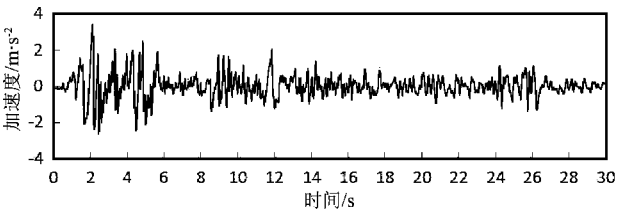


图 3 EI—Centro 地震时程曲线
Fig. 3 EI—Centro earthquake curve

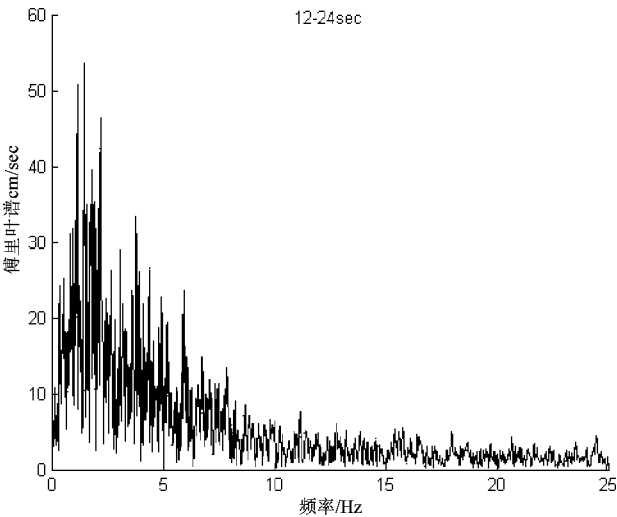


图 4 EI—Centro 地震傅立叶曲线
Fig. 4 Fourier curve of EI—Centro

3 防波堤地基液化及变形分析结果

3.1 不同地震作用下的液化分析

为了判断防波堤结构地基的液化情况，计算中采用 fish 语言对地基砂土层的超孔压比进行了数值监测，图 5 仅给出了 A、B、C、D 四个代表性监测点的位置，得出在 0.1 g、0.15 g 和 0.2 g 峰值加速度下，地基砂土层的超孔压比值分布不一样，0.1g 时超孔压比范围为 0.4~0.8；0.15 g 时超孔压比范围为 0.45~0.94；0.2 g 时超孔压比为 0.59~1。根据大量的试验数据表明，超孔压比未达到 1 时也可判为液化，根据相关研究数据，本文取超孔压比值达到 0.7 时判别为液化。

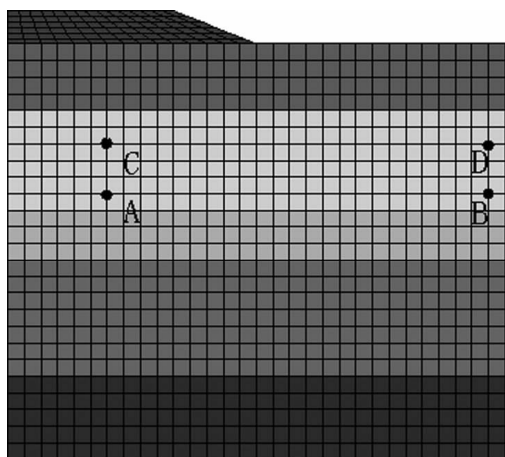


图5 A、B、C、D四个监测点的位置

Fig. 5 A、B、C、D four monitoring points' position

表3和图6给出了地震结束时防波堤地基在不同地震作用下代表性监测点的超孔压比数值,从中可以看出,当地震加速度峰值为0.1 g时,超孔压比超过0.7的单元比较少,说明砂土层液化区域较小,只有表层发生液化;当地震加速度峰值为0.15 g时,超孔压比超过0.7的单元增多,砂土层

液化区域增大,液化区域能够延伸到下部砂土层,发生中度程度的液化;当地震加速度峰值为0.2 g时,超孔压比超过0.7的单元较前两者明显增多,砂土层液化的区域明显增大,砂土层下部液化区域也较大,液化较严重。随着地震加速度峰值的提高,同一土体单元的超孔压比明显增大,砂土层土体发生液化的顺序是由浅至深,随着深层土体的液化,其上覆土的超孔压比有所回落。而且,由超孔压比的大小可以看出,砂土层的右侧比左侧液化区域大,上层比下层液化区域大。图7给出了不同加速度峰值下的液化区域。

表3 不同加速度峰值监测点的超孔压比

Tab. 3 Excess pore pressure ratios at monitoring points of different peak accelerations

加速度峰值/g	监测点			
	A	B	C	D
0.10	0.41	0.62	0.62	0.83
0.15	0.45	0.68	0.60	0.94
0.20	0.59	0.74	0.86	1.00

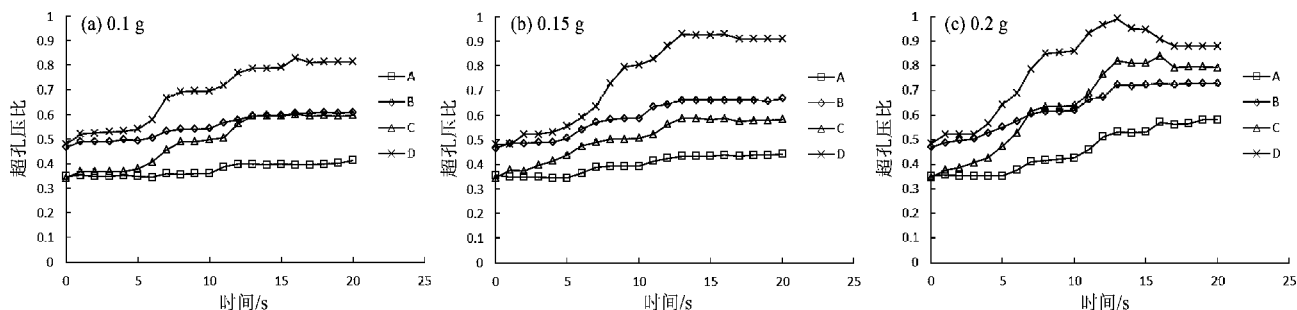


图6 不同加速度峰值下A、B、C、D的超孔压比曲线

Tab. 6 Different acceleration peak under A, B, C, D of excess pore pressure ratio curve

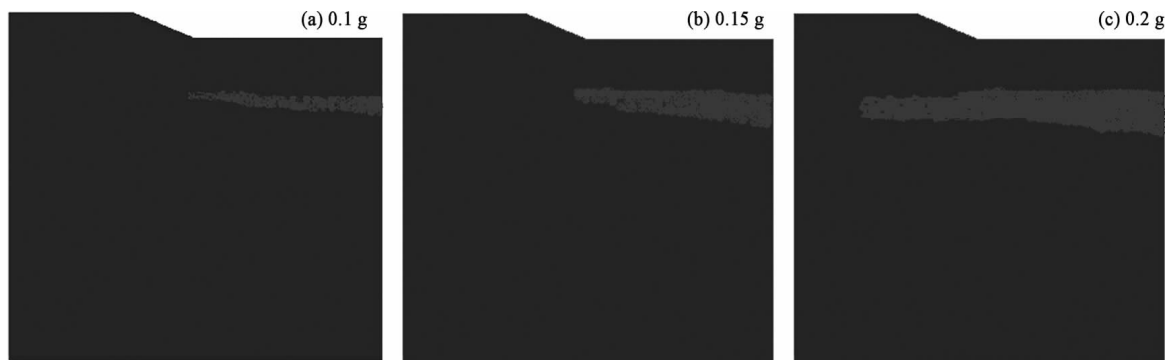


图7 不同加速度峰值下液化区域

Fig. 7 Liquefaction areas of different acceleration peak

3.2 防波堤结构地基变形分析

表 4 给出了不同地震作用下代表性计算点的水平方向和竖直方向的残余变形大小，可以看出，当加速度峰值为 0.10 g 时，水平方向的变形为 0.21 ~0.24 m，竖向位移为 0.06 ~0.08 m；当加速度峰值为 0.15 g 时，水平方向的变形为 0.23 ~0.26 m，竖向位移为 0.06 ~0.08 m；当加速度峰值为 0.20 g 时，水平方向的变形为 0.24 ~0.30 m，竖向位移为 0.07 ~0.09 m。

3 种不同地震作用下，水平方向变形为 0.2 ~0.3 m，方向与原模型的一致，但竖向方向的变形出现了两个方向，如果以中间部分（水平为 30 m）

为交界处，左侧会出现上倾的变形形式，而右侧即液化面积较大的一侧出现了下沉变形形式，即该防波堤结构出现了倾覆的变形形式。

图 8 给出了 0.1 g 和 0.2 g 地震作用下代表性监测点的水平方向和竖直方向位移图，图中纵坐标表示的是竖向方向的位移大小，横坐标表示的是水平方向的位移大小。计算监测点相距 46 m，竖向最大相对位移 0.15 m 左右，由此推测防波堤结构地基倾斜度为 0.32% 左右。根据《港口工程结构抗震设计指南》，防波堤地基总体倾斜度不大，变形对结构整体安全影响较小。

表 4 计算点水平和竖向方向位移
Tab. 4 Monitoring points horizontal and vertical displacements 单位：m

加速度峰值/g	监测点 A		监测点 B		监测点 C		监测点 D	
	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向	水平	竖向
0.10	0.21 m	0.080	0.22	-0.062	0.24	0.082	0.24	-0.065
0.15	0.23	0.080	0.23	-0.063	0.25	0.083	0.25	-0.066
0.20	0.24	0.087	0.24	-0.068	0.28	0.080	0.29	-0.069

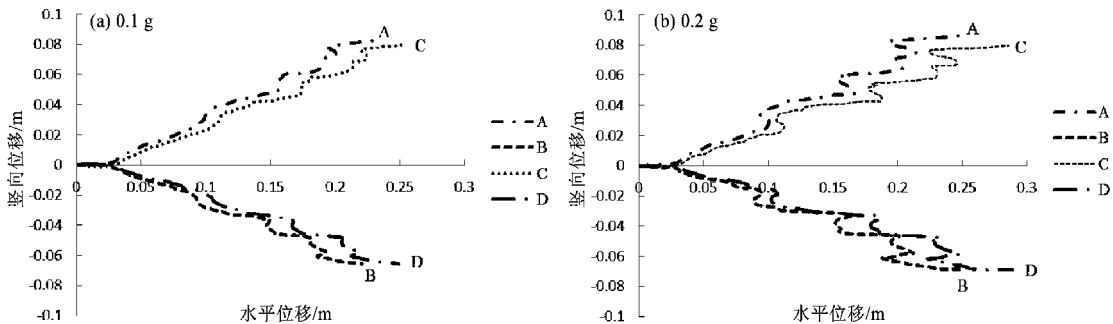


图 8 不同加速度峰值下 A、B、C、D 点的水平和竖向位移图

Fig. 8 Different acceleration peaks under A, B, C, D points of the horizontal and vertical deformation map

4 结论

本文采用 FLAC3D 有限差分软件对某大型填海造地工程防波堤结构地基进行了数值模拟，从抗震设计出发，对防波堤结构地基进行了动力时程分析，分析防波堤结构地基在不同地震作用下超孔压比值以及变形情况，得出结论如下：

在强度较小地震作用下，防波堤结构地基破坏的程度较小，可以正常使用；在较强地震作用下，防波堤结构地基出现了较明显的孔压增长和

位移变化。当地震加速度峰值提高到 0.2g 后，防波堤地基出现明显液化现象，液化区域主要集中在右侧上层。地震引发的防波堤变形对结构整体安全影响较小，对安全性影响的主要因素是砂土液化，会造成结构不同程度的破坏。本文的研究成果可为类似工程抗震设计提供参考。

参考文献：

陈育民,徐鼎平. 2008. FLAC/FLAC3D 基础与工程实例[M]. 北京：中国水利水电出版社.

方云,东烟郁生,GHALANDARZADEH A,等. 2001. 地震液化条件下

- 重力式码头的变形破坏机理[J]. 中国地质大学学报, 26(4): 415 - 418.
- 韩石, 贡金鑫, 张艳青. 2013. 地震作用下重力式码头地基液化及变形[J]. 水利水运工程学报, 8(4): 45 - 54.
- 鲁晓兵, 谈庆明, 王淑云, 等. 2004. 饱和砂土研究新进展[J]. 力学进展. 34(1): 87 - 100.
- 马硕, 罗奇. 1998. 日本阪神地震中海港码头河流堤岸的震害及其教训[J]. 灾害学, 13(4): 47 - 50.
- 王丽艳, 姜朋朋, 刘汉龙. 2010. 砂性地基中防波堤地震残余变形机制分析与液化度预测法[J]. 岩土力学学报, 31(11): 3556 - 3562.
- International Navigation Association, 2001. Seismic design guide lines for port structures[M]. Nether - lands Balkema Publishers.
- SEED H B, BOOKER R. 1972. Stabilization of potentially liquefied sand deposits using gravel drains[J]. Journal of Geotechnical Engineering Div JCED, 102(7): 1 - 15.
- GB50011—2010, 建筑抗震设计规范[S].
- JTS146—2012, 水运工程抗震设计规范[S].

Liquefaction and Ground Deformation Analysis of Breakwater Structures under Earthquake

AN Xiaodong¹, ZHAO Jie², YUN Gaojie²

(1. China Nuclear Power Engineering Co. Ltd., Beijing 100840, China)

(2. Dalian University Civil Engineering Technology R&D Center, Dalian 116622, Liaoning, China)

Abstract

In this paper, the seismic responses of the structure foundation breakwater are analyzed and calculated using the finite difference software FLAC3D, including the emphasis on the degree of foundation liquefaction and deformation. Calculations results show that: under the strength of the smaller earthquake conditions, the breakwater structure foundation analysis is a smaller extent of the damage, and can be used normally; In the role of a strong earthquake conditions, breakwater structure can be liquefied at part of the foundation. There have been obvious changes in pore pressure and displacement variations. When the peak acceleration exesses 0.2 g the structure foundation is liquefied, Breakwater structure is a clear foundation liquefaction phenomenon, Liquefaction areas are mainly concentrated in the upper right side of the structure. Deformation of breakwater under the seismic action has a relatively small impact on overall structure safety, and the main influence factor of the security is sandy soil liquefaction which will damage structure to varying degrees. The research results on this paper can provide reference for seismic design of similar projects.

Keywords: breakwater; seismic design; liquefaction; excessive pore pressure ratio; displacement